

Stati Limite di Esercizio

CAPITOLO 7

STATI LIMITE DI ESERCIZIO

La verifica allo stato limite ultimo pur rappresentando la metodologia più razionale atta a definire le condizioni di sicurezza della struttura nei confronti del collasso, da sola non è sufficiente a garantire che, in condizioni di esercizio, la struttura non manifesti danni o malfunzioni che, pur non compromettendone direttamente la sicurezza ultima, possano influire negativamente sulla sua funzionalità.

Per questo motivo i codici normativi richiedono di affiancare alle verifiche nei confronti degli S.L.U. quelle relative agli **Stati Limite di Esercizio (S.L.E.)** definiti come quelle condizioni della struttura o di una sua parte, il cui superamento comporta perdita di funzionalità che condiziona o limita la prestazione dell'opera.

STATI LIMITE DI ESERCIZIO

È compito del Progettista delle strutture, di concerto con il Committente, individuare le prestazioni che la struttura deve garantire in esercizio.

Mentre il superamento di uno Stato Limite Ultimo ha sempre carattere irreversibile e definisce il collasso strutturale, **il superamento di uno Stato Limite di Esercizio può avere carattere reversibile o irreversibile.**

Nel primo caso (reversibile) il danno o la deformazione cessano non appena cessa la causa che ha portato al superamento dello stato limite.

Nel secondo caso (irreversibile) si manifestano danneggiamenti o deformazioni permanenti inaccettabili e si identifica tale stato limite come **Stato Limite di Danno.**

STATI LIMITE DI ESERCIZIO

Nell'ambito delle strutture in c.a. gli S.L.E. generalmente più importanti, in merito ai quali vanno effettuate le verifiche sono:

- **stato limite di tensione:** un elevato stato di compressione permanente nel calcestruzzo comporta, a lungo termine, eccessive deformazioni viscosse ed uno stato di microfessurazione che può comprometterne la durabilità; tensioni nell'acciaio vicine allo snervamento possono altresì determinare deformazioni anelastiche che possono dar luogo ad ampie lesioni di carattere irreversibile altrettanto dannose ai fini della durabilità;
- **stato limite di fessurazione:** la fessurazione prodotta da stati di sollecitazione derivanti da azioni statiche o deformazioni imposte deve essere limitata ad un livello tale da non pregiudicare né il corretto funzionamento né la durabilità della struttura; il livello di fessurazione deve altresì tener conto delle esigenze estetiche;
- **stato limite di deformazione:** occorre evitare eccessive deformazioni che, in funzione della destinazione d'uso, possano condizionare l'adeguato utilizzo della costruzione, produrre danni alle strutture portate o alterare il corretto funzionamento di macchinari contenuti;

STATI LIMITE DI ESERCIZIO

Altri S.L.E. meno frequenti per strutture in c.a. sono:

- **stato limite per fatica**: nella realtà è pressoché raro che una struttura sia sottoposta a carichi statici; alcune particolari tipologie strutturali, come per esempio i ponti o le fondazioni delle macchine vibranti, è facile che siano assoggettate, anche in condizioni di esercizio, ad azioni caratterizzate da ampie variazioni cicliche del carico che possono produrre un prematuro degrado dei materiali;
- **stato limite di vibrazione**: in presenza di particolari fonti di vibrazioni, la struttura deve possedere adeguata rigidità al fine di evitare agli occupanti di percepire sensazioni di disturbo, prevenire possibili danni agli elementi secondari e a macchine e apparecchiature, evitare i fenomeni di risonanza, o l'insorgere di degrado per fatica ciclica.

STATI LIMITE DI ESERCIZIO

Condizione fondamentale per poter condurre una corretta verifica agli S.L.E., secondo le prescrizioni normative è la conoscenza dei seguenti elementi base:

- 1. Combinazione di Azioni.**
- 2. Condizioni Ambientali.**
- 3. Sensibilità delle Armature.**

STATI LIMITE DI ESERCIZIO

1. Combinazione di Azioni.

COMBINAZIONE di CARICO	AZIONI PERMANENTI			AZIONI VARIABILI	
	P.p. elementi strutturali	P.p. elementi non-strutturali	Precompressione	Azione Variabile di BASE	Altre Azioni Variabili di COMBINAZIONE
RARA	$\sum_{j=1}^m G_{1j}$	$+$ $\sum_{j=1}^m \alpha_{0j} \times G_{2j}$	$+$ $\sum_{j=1}^m P_j$	$+$ Q_{k1}	$+$ $\sum_{i=2}^n \alpha_j [\psi_{oi} \times Q_{ki}]$
FREQUENTE	$\sum_{j=1}^m G_{1j}$	$+$ $\sum_{j=1}^m \alpha_{0j} \times G_{2j}$	$+$ $\sum_{j=1}^m P_j$	$+$ $\psi_{11} \times Q_{k1}$	$+$ $\sum_{i=2}^n \alpha_j [\psi_{2i} \times Q_{ki}]$
QUASI PERMANENTE	$\sum_{j=1}^m G_{1j}$	$+$ $\sum_{j=1}^m \alpha_{0j} \times G_{2j}$	$+$ $\sum_{j=1}^m P_j$	$+$ —	$+$ $\sum_{i=1}^n \alpha_j [\psi_{2i} \times Q_{ki}]$

Le combinazioni di carico frequente e quasi permanente (generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine) sono da considerare quali situazioni di progetto di Tipo «reversibile»

La combinazione caratteristica (rara) è generalmente impiegata per gli SLE «irreversibili».

2. Condizioni ambientali

Normativa di riferimento: *Linee Guida sul Calcestruzzo Strutturale*. Servizio Tecnico Centrale – Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici. (2017)

7. Durabilità e vita in servizio

7.1 Durabilità del calcestruzzo e durabilità della struttura

Agli effetti della vita in servizio occorre distinguere tra durabilità potenziale del calcestruzzo, inteso come materiale da utilizzare in una specifica condizione ambientale, e durabilità effettiva del calcestruzzo in opera, cioè con le proprietà che esso ha nel contesto della struttura.

Premesso che ogni fenomeno di deterioramento che si manifesta in una struttura è la conseguenza dell'incompatibilità tra qualità locali del calcestruzzo e condizioni locali di esposizione, appare evidente che la vita in servizio associata al calcestruzzo come materiale potrà essere effettivamente raggiunta nella struttura purché, a posa in opera avvenuta, la qualità del calcestruzzo non sia stata in qualche modo compromessa e purché le condizioni di esposizione stimate in sede di progetto non subiscano nel tempo variazioni di rilievo. I fattori responsabili di variazioni negative delle proprietà locali del calcestruzzo possono avere origine:

- a) dalla complessità delle scelte architettoniche e progettuali;
- b) dall'adozione di procedure di lavorazione non adatte alla specifica applicazione o, se adatte, non attuate correttamente;
- c) dall'inefficacia del controllo di qualità;
- d) dall'impiego di materiali non idonei negli interventi di ripristino.

2. Condizioni ambientali

Poiché la composizione del calcestruzzo deve essere studiata con lo scopo di ottenere un materiale con ridotta permeabilità, è fondamentale per la durabilità della struttura evitare:

- a) **la presenza di vuoti** dovuti a inadeguata compattazione o a non omogenea distribuzione dell'impasto nelle casseforme;
- b) **la formazione di fessure** da ritiro plastico;
- c) **l'interruzione anticipata della stagionatura** protetta;
- d) **la riduzione del copriferro** al di sotto del limite minimo previsto.

Nella pratica ordinaria il controllo di qualità del calcestruzzo durabile è semplicemente basato sulla misura della resistenza a compressione (resistenza caratteristica).

Benché non vi sia una relazione lineare decrescente tra permeabilità e resistenza, tuttavia il controllo della durabilità attraverso la resistenza risulta sufficientemente affidabile.

2. Condizioni ambientali

I processi a rischio per la durabilità di una struttura in calcestruzzo armato esposta in ambiente naturale, sono:

- attacco chimico
- corrosione dell'armatura
- cicli di gelo e disgelo

Tabella 12
 Classi di
 esposizione in
 funzione delle
 condizioni
 ambientali (da
 CEN/TC104: draft
 prEN206 rev
 15-1996).

Denominazione della classe	Descrizione dell'ambiente di esposizione	Esempi di condizioni ambientali (a titolo informativo)
1. Nessun rischio di corrosione delle armature o di attacco al calcestruzzo		
X0	Molto secco	Interni di edifici con umidità relativa molto bassa
2. Corrosione delle armature indotta da carbonatazione		
XC1	Secco	Interni di edifici con umidità relativa molto bassa
XC2	Bagnato, raramente secco	Parti di strutture di contenimento liquidi; fondazioni
XC3	Umidità moderata	Interni di edifici con umidità da moderata ad alta; calcestruzzo all'esterno riparato dalla pioggia
XC4	Ciclicamente secco e bagnato	Superfici soggette a contatto con acqua non comprese nella classe XC2
3. Corrosione indotta da cloruri		
XD1	Umidità moderata	Superfici esposte a spruzzi diretti d'acqua contenente cloruri
XD2	Bagnato, raramente secco	Piscine; calcestruzzo esposto ad acque industriali contenenti cloruri
XD3	Ciclicamente secco e bagnato	Parti di ponti; pavimentazioni; parcheggi per auto
4. Corrosione indotta da cloruri dell'acqua di mare		
XS1	Esposizione alla salsedine marina ma non in contatto diretto con acqua di mare	Strutture sulla costa o in prossimità
XS2	Sommerse	Parti di strutture marine
XS3	Nelle zone di mree, nelle zone soggette a spruzzi	Parti di strutture marine
5. Attacco da cicli gelo/disgelo		
XF1	Grado moderato di saturazione, in assenza di agenti disgelanti	Superfici verticali esposte alla pioggia e al gelo
XF2	Grado moderato di saturazione, in presenza di sali disgelanti	Superfici verticali di opere stradali esposte al gelo e ad agenti disgelanti nebulizzati nell'aria
XF3	Grado elevato di saturazione, in assenza di sali disgelanti	Superfici orizzontali esposte alla pioggia e al gelo
XF4	Grado elevato di saturazione, in presenza di sali disgelanti	Superfici verticali e orizzontali esposte a spruzzi d'acqua contenente sali disgelanti
6. Attacco chimico		
XA1	Aggressività debole (secondo tab. 9)	
XA2	Aggressività moderata (secondo tab. 9)	
XA3	Aggressività forte (secondo tab. 9)	

Criteri in base ai quali si definisce la **durabilità** del calcestruzzo:

- tipo e contenuto di cemento
- rapporto a/c
- spessore del copriferro

Questi criteri sono comuni a tutte le normative riguardanti la durabilità: all'aumentare dell'intensità dell'attacco si aumenta il contenuto minimo di cemento, si abbassa il rapporto a/c e si aumenta lo spessore del copriferro.

Tenuto conto che il controllo di qualità del calcestruzzo è basato sulla resistenza caratteristica a compressione, la durabilità è tanto più alta quanto maggiore è la resistenza caratteristica.

Tabella 11

(cemento Portland
32,5R, d_{\max} aggr.
20-32 mm).

a/c_{\max}	Contenuto minimo di cemento (Kg/m^3)	Resistenza caratteristica minima R_{ck} (N/mm^2)	Classi di esposizione (Tab. 12)
0,60	280	30	XC1, XC2
0,55	300*	37	XC3, XF1, XA1, XD1
0,50	320*	37 - 40	XS1, XD2, XF2 XA2, XF3, XC4
0,45	350*	45	XS2, XS3, XA3 XD3, XF4

* In presenza di solfati impiegare cemento resistente ai solfati.

Per la scelta dello spessore minimo di copriferro il riferimento è la classe di esposizione del calcestruzzo:

Per le opere le cui classi di esposizione richiedono un calcestruzzo di resistenza caratteristica minima variabile nell'intervallo **$37 \div 40 \text{ N}/\text{mm}^2$** , si raccomanda un copriferro minimo di **30 mm**.

Per le opere le cui classi di esposizione richiedono un calcestruzzo di resistenza minima **$> 40 \text{ N}/\text{mm}^2$** , lo spessore minimo raccomandato è di **40 mm**.

Per assicurare i valori minimi indicati, il costruttore deve adottare un copriferro nominale maggiore di almeno 5 mm del valore minimo prescritto.

STATO LIMITE DELLE TENSIONI IN ESERCIZIO

Le verifiche in condizioni di esercizio si eseguono assumendo per i materiali un comportamento elastico lineare.

Per l'acciaio tale ipotesi è assolutamente verosimile essendo i livelli tensionali considerati agli SLE inferiori alla tensione limite di snervamento.

Per il calcestruzzo, che presenta invece un comportamento non lineare anche per valori tensionali inferiori alle resistenze di calcolo, si tratta di un'approssimazione comunque accettabile nell'ambito dei ridotti livelli tensionali considerati in esercizio.

Per il conglomerato nei calcoli agli SLE si adotterà il modulo elastico istantaneo (secante a $0.4 f_{cm}$) determinato sotto azioni quasi statiche:

$$E_{cm} = 22000[f_{cm}/10]^{0,3}$$

Nei casi in cui risultano rilevanti gli effetti viscosi, stante il livello tensionale previsto in condizioni di esercizio, si supporrà valida la teoria della viscosità lineare ed il problema verrà affrontato in maniera semplificata, introducendo nelle formulazioni di calcolo il **modulo elastico efficace** del calcestruzzo definito in funzione del coefficiente di viscosità lineare a tempo infinito φ_{∞} :

$$E_{c,eff} = E_{cm} / (1 + \varphi_{\infty})$$

Per l'acciaio di armatura verrà adottato un modulo **$E_s = 200.000$ MPa.**

STATO LIMITE DELLE TENSIONI IN ESERCIZIO

In condizioni di esercizio è necessario prevedere opportune limitazioni alle tensioni massime sia nel conglomerato che nell'armatura al fine di garantire una adeguata durabilità strutturale.

La limitazione alle tensioni di compressione nel calcestruzzo ha la finalità essenziale di:

- a) **evitare la formazione di fessure** che si possono sviluppare parallelamente alle forze applicate; queste fessure (microfessure interfacciali) si originano nelle zone di contatto fra gli aggregati e la pasta di cemento indurita e si propagano prima intorno agli aggregati e successivamente da un elemento lapideo all'altro;
- b) **evitare eccessive deformazioni viscosi**, le cui previsioni normative sono impostate sulla base di tensioni di compressione dell'ordine del 40-50% della resistenza cilindrica caratteristica f_{ck} (validità della teoria della viscosità lineare);
- c) **garantire al calcestruzzo**, nelle condizioni di esercizio, **un comportamento elastico-lineare**; è opportuno ricordare, a tal proposito, che il valore del modulo di elasticità costante usualmente utilizzato per queste analisi coincide con il modulo secante E_{cm} definito come valor medio nell'intervallo di tensioni compreso fra zero e ed il 40% di f_{ck} .

STATO LIMITE DELLE TENSIONI IN ESERCIZIO

In condizioni di esercizio è necessario prevedere opportune limitazioni alle tensioni massime sia nel conglomerato che nell'armatura al fine di garantire una adeguata durabilità strutturale.

Alla luce di queste considerazioni, i codici normativi tendono a fissare, in esercizio, adeguate limitazioni alle massime tensioni di compressione nel conglomerato, sia per la combinazione di carico rara che sotto i carichi quasi permanenti; tali limitazioni possono essere sintetizzate nella relazione:

$$\sigma_c \leq \alpha \cdot f_{ck}$$

Le NTC fissano il valore di α secondo quanto contenuto nella seguente tabella:

	COMBINAZIONE di CARICO	α
Elementi correnti	Rara	0.60
	Quasi Permanente	0.45
Elementi piani gettati in opera con cls ordinario di spessore $sp < 50$ mm	Rara	0.48
	Quasi Permanente	0.36

STATO LIMITE DELLE TENSIONI IN ESERCIZIO

In condizioni di esercizio è necessario prevedere opportune limitazioni alle tensioni massime sia nel conglomerato che nell'armatura al fine di garantire una adeguata durabilità strutturale.

La limitazione delle tensioni massime di trazione nell'acciaio ha invece lo scopo essenziale di:

a) **evitare**, in condizioni di esercizio, **deformazioni anelastiche** che possono dar luogo ad ampie lesioni di carattere irreversibile.

Alla tensione massima di lavoro dell'acciaio è imposta, invece, per la combinazione di carico rara, la limitazione:

$$\sigma_s \leq 0.8 \cdot f_{yk}$$

STATO LIMITE DELLE TENSIONI IN ESERCIZIO

Alla base del calcolo dello stato tensionale in condizioni di esercizio vengono considerate le seguenti ipotesi:

- **conservazione delle sezioni piane;**
- **calcestruzzo non reagente a trazione;**
- **legami costitutivi elastico-lineari regolati dai rispettivi moduli elastici;**
- **perfetta aderenza tra acciaio e calcestruzzo.**

STATO LIMITE DELLE TENSIONI IN ESERCIZIO

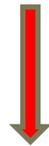
CONCETTO DI OMOGENIZZAZIONE DEI MATERIALI

L'ipotesi di perfetta aderenza consente di ritenere uguali la deformazione della barra e della fibra di calcestruzzo posta alla stessa quota

$$\varepsilon_s = \varepsilon_c$$

Per l'assunzione di legami elastico-lineari per entrambi i materiali è possibile esprimere le relazioni fra tensioni e deformazioni secondo la **legge di Hooke**

$$\varepsilon_s = \frac{\sigma_s}{E_s} \qquad \varepsilon_c = \frac{\sigma_c}{E_c}$$



$$\frac{\sigma_s}{E_s} = \frac{\sigma_c}{E_c} \Rightarrow \sigma_s = \frac{E_s}{E_c} \sigma_c = n \sigma_c$$

STATO LIMITE DELLE TENSIONI IN ESERCIZIO

CONCETTO DI OMOGENIZZAZIONE DEI MATERIALI

$$\frac{\sigma_s}{E_s} = \frac{\sigma_c}{E_c} \Rightarrow \sigma_s = \frac{E_s}{E_c} \sigma_c = n \sigma_c$$

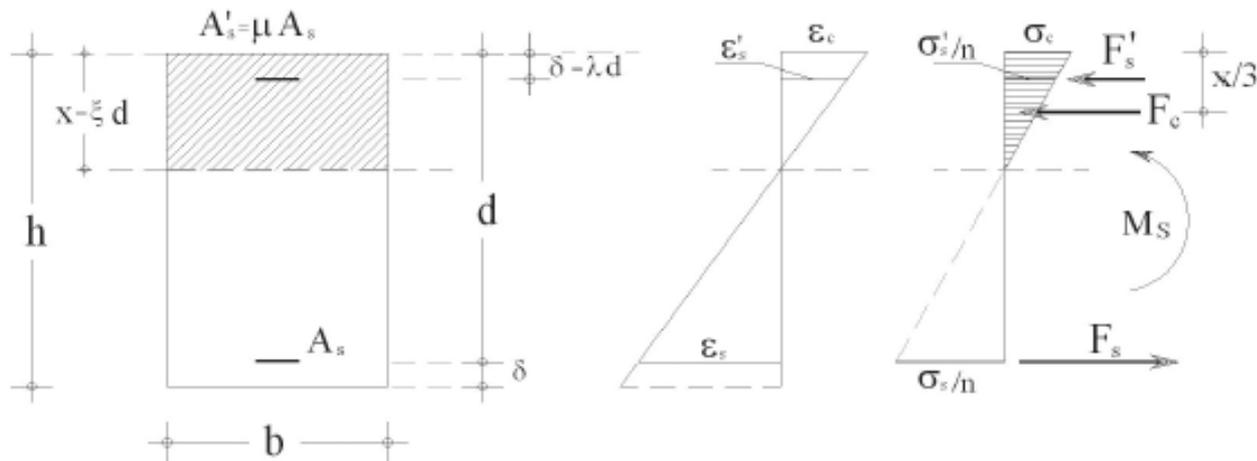
il parametro «**n**» pari al rapporto fra i due moduli elastici, consente di considerare le aree delle barre di acciaio equivalenti ad aree di calcestruzzo amplificate, appunto, del coefficiente **n**. Per questo motivo, in letteratura tecnica tale parametro è anche noto come **coefficiente di omogenizzazione**.

Nelle analisi relative a situazioni tensionali di carattere non permanente: ***n* = 6**

Nel caso di stato tensionale generato da azioni permanenti è invece necessario sostituire ***E_{cm}*** con il modulo efficace per tener conto degli effetti indotti dalla viscosità. In questi casi si può, in prima approssimazione, convenientemente assumere il valore ***n* = 15**.

STATO LIMITE DELLE TENSIONI IN ESERCIZIO

CASO DELLA SEZIONE RETTANGOLARE INFLESSA

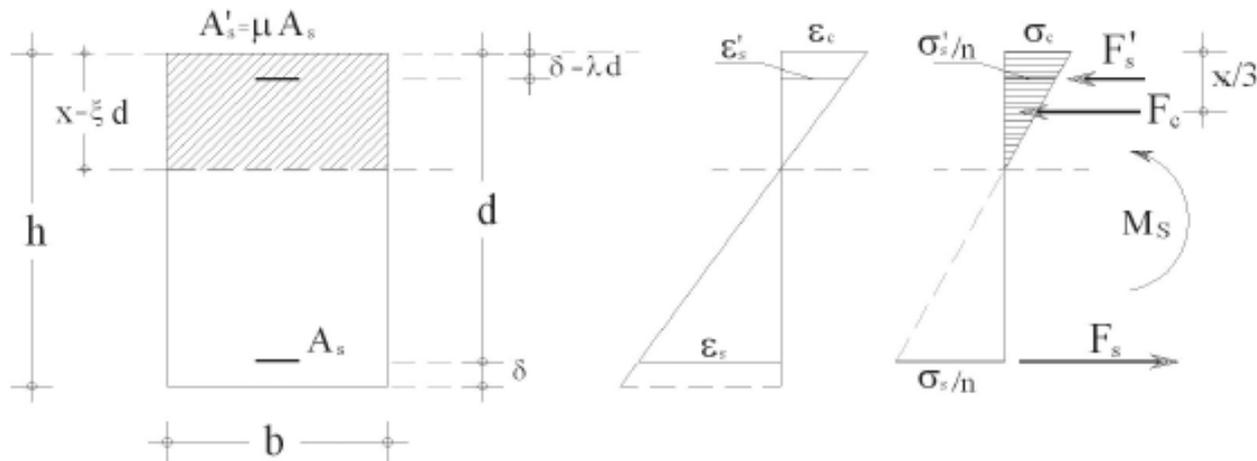


La posizione dell'asse neutro è ricavabile dalla condizione di equilibrio alla traslazione nella direzione dell'asse longitudinale della trave:

$$F_c + F'_s = F_s$$

$$F_c = \frac{1}{2} \sigma_c b x \quad F'_s = \sigma'_s A'_s \quad F_s = \sigma_s A_s$$

CASO DELLA SEZIONE RETTANGOLARE INFLESSA



In virtù della linearità delle deformazioni, dell'ammessa elasticità dei materiali e della perfetta aderenza acciaio-calcestruzzo, le tensioni nell'armatura possono esprimersi in funzione della tensione massima nel conglomerato

$$\frac{\varepsilon_c}{x} = \frac{\varepsilon_s}{d-x} \rightarrow \frac{\sigma_c}{x} = \frac{\sigma_s}{n(d-x)} \rightarrow \sigma_s = n\sigma_c \frac{d-x}{x}$$

$$\frac{\varepsilon_c}{x} = \frac{\varepsilon'_s}{x-\delta} \rightarrow \frac{\sigma_c}{x} = \frac{\sigma'_s}{n(x-\delta)} \rightarrow \sigma'_s = n\sigma_c \frac{x-\delta}{x}$$

CASO DELLA SEZIONE RETTANGOLARE INFLESSA

Sostituendo i valori trovati delle tensioni dell'acciaio nell'equazione di equilibrio alla traslazione si ottiene:

$$\frac{1}{2}bx^2 + nA'_s(x - \delta) - nA_s(d - x) = 0$$

che, definiti i parametri adimensionali:

$$\xi = \frac{x}{d} \quad \text{posizione asse neutro}$$

$$\lambda = \frac{\delta}{d} \quad \text{posizione baricentro armature rispetto al bordo}$$

$$\mu = \frac{A'_s}{A_s} \quad \text{percentuale armatura compressa rispetto a quella tesa}$$

$$\rho = \frac{A_s}{bd} \quad \text{rapporto geometrico d'armatura}$$

diventa:

$$\frac{1}{2}\xi^2 + n\mu\rho(\xi - \lambda) - n\rho(1 - \xi) = 0$$

CASO DELLA SEZIONE RETTANGOLARE INFLESSA

$$\frac{1}{2}\xi^2 + n\mu\rho(\xi - \lambda) - n\rho(1 - \xi) = 0$$

La posizione dell'asse neutro, per le ipotesi assunte, non è dunque influenzata dall'entità della sollecitazione flessionale, ma è una proprietà intrinseca della sezione, una volta definita geometria, armatura e coefficiente di omogenizzazione n .

La posizione dell'asse neutro è data dall'unica soluzione fisicamente ammissibile (l'asse deve trovarsi all'interno della sezione) dell'equazione di 2° grado.

Interpretazione geometrica dell'asse neutro:

- I tre termini rappresentano il momento statico rispetto all'asse neutro dell'area di calcestruzzo compresso e delle aree omogeneizzate con n delle armature compressa e tesa;
- si può affermare che la posizione dell'asse neutro è l'unica, fisicamente ammissibile, definita dalle due soluzioni della condizione che impone l'annullarsi del momento statico della sezione ideale reagente rispetto all'asse neutro, che pertanto ne rappresenta anche l'asse baricentrico.

CASO DELLA SEZIONE RETTANGOLARE INFLESSA

Dopo aver valutato la posizione dell'asse neutro, il calcolo dei valori tensionali massimi può essere condotto o scrivendo la condizione di equilibrio alla rotazione, ovvero **applicando direttamente la formula di Navier**.

In quest'ultima eventualità occorre dapprima valutare il momento d'inerzia della sezione ideale reagente rispetto all'asse neutro che vale:

$$J_c^{(i)} = \frac{bx^3}{3} + nA_s'(x - \delta)^2 + nA_s(d - x)^2$$

e in termini adimensionali si scrive:

$$i_c = \frac{J_c^{(i)}}{bd^3} = \frac{\xi^3}{3} + n\mu\rho(\xi - \lambda)^2 + n\rho(1 - \xi)^2$$

Posto:

$$m_s = \frac{M_s}{bd^2}$$

Si ottiene:



CASO DELLA SEZIONE RETTANGOLARE INFLESSA

TENSIONE MASSIMA DI COMPRESSIONE NEL CALCESTRUZZO

$$\sigma_c = \frac{M_s}{J_c^{(i)}} x \quad \frac{\sigma_c}{\frac{M_s}{bd^2}} = \frac{\sigma_c}{m_s} = \frac{\xi}{i_c}$$

TENSIONE MASSIMA DI TRAZIONE NELL'ACCIAIO

$$\sigma_s = n \frac{M_s}{J_c^{(i)}} (d - x) \quad \frac{\sigma_s}{\frac{M_s}{bd^2}} = \frac{\sigma_s}{m_s} = n \frac{(1 - \xi)}{i_c}$$

CASO DELLA SEZIONE RETTANGOLARE INFLESSA

Dalla tabella (questa costruita per $\delta=0,1d$) si rileva che a partire dal valore di m_s , modificando la quantità di armatura disposta in zona tesa (quella in zona compressa influisce molto poco), è possibile regolare la tensione massima di compressione nel conglomerato da qualche unità di m_s fino a circa 10 volte m_s , e la tensione massima nell'armatura tesa da qualche decina di unità m_s a valori che raggiungono circa 800 volte m_s ; i valori tensionali più elevati si ottengono quando si adottano per l'armatura i valori minimi regolamentari.

ρ (%)	μ=0				μ=0.25				μ=0.5				μ=0.75				μ=1			
	x_c/d	i_c	σ_c/m_s	σ_s/m_s																
0.13	0.179	0.0195	0.0	769.2	0.177	0.0151	11.7	818.3	0.175	0.0151	11.6	818.6	0.173	0.0151	11.5	818.9	0.172	0.0152	11.4	817.5
0.20	0.217	0.0222	7.8	557.6	0.213	0.0219	9.7	538.9	0.210	0.0220	9.5	538.8	0.207	0.0221	9.4	538.8	0.204	0.0222	9.3	536.8
0.30	0.258	0.0313	6.6	380.6	0.253	0.0308	8.2	364.3	0.247	0.0310	8.0	364.0	0.242	0.0313	7.7	363.7	0.237	0.0315	7.7	361.0
0.40	0.292	0.0392	6.2	290.0	0.284	0.0389	7.3	276.2	0.276	0.0394	7.0	275.6	0.269	0.0398	6.8	275.2	0.263	0.0403	6.7	272.2
0.50	0.319	0.0466	5.8	235.4	0.309	0.0465	6.7	222.9	0.300	0.0472	6.3	222.2	0.291	0.0480	6.1	221.6	0.283	0.0487	6.0	218.5
0.60	0.344	0.0534	5.4	198.9	0.332	0.0536	6.2	187.2	0.320	0.0547	5.9	186.4	0.310	0.0558	5.6	185.7	0.300	0.0567	5.5	182.5
0.70	0.365	0.0599	5.2	172.3	0.351	0.0603	5.8	161.5	0.338	0.0619	5.5	160.6	0.326	0.0633	5.1	159.9	0.314	0.0646	5.0	156.6
0.80	0.384	0.0661	4.9	153.1	0.368	0.0667	5.5	142.1	0.353	0.0687	5.1	141.1	0.340	0.0706	4.8	140.4	0.327	0.0723	4.7	137.0
0.90	0.402	0.0719	4.7	137.7	0.384	0.0728	5.3	126.9	0.367	0.0754	4.9	125.9	0.352	0.0777	4.5	125.2	0.338	0.0798	4.4	121.8
1.00	0.418	0.0775	4.5	125.4	0.398	0.0787	5.1	114.8	0.380	0.0818	4.6	113.7	0.363	0.0846	4.3	112.9	0.348	0.0872	4.2	109.6
1.20	0.446	0.0890	4.1	107.4	0.423	0.0899	4.7	96.4	0.401	0.0942	4.3	95.3	0.382	0.0981	3.9	94.5	0.365	0.1016	3.8	91.2
1.40	0.471	0.0988	3.9	93.8	0.444	0.1003	4.4	83.1	0.420	0.1061	4.0	82.0	0.398	0.1111	3.6	81.2	0.379	0.1158	3.4	77.9
1.60	0.493	0.1079	3.7	83.6	0.463	0.1102	4.2	73.1	0.436	0.1175	3.7	72.0	0.412	0.1238	3.3	71.2	0.391	0.1297	3.2	68.0
1.80	0.513	0.1166	3.5	75.6	0.479	0.1196	4.0	65.3	0.450	0.1286	3.5	64.2	0.424	0.1362	3.1	63.4	0.401	0.1433	3.0	60.3
2.00	0.531	0.1249	3.4	69.2	0.494	0.1286	3.8	59.0	0.462	0.1394	3.3	57.9	0.434	0.1485	2.9	57.1	0.410	0.1568	2.8	54.1
2.50	0.569	0.1473	3.0	57.6	0.525	0.1498	3.5	47.5	0.488	0.1653	3.0	46.5	0.456	0.1782	2.6	45.8	0.428	0.1901	2.4	42.9
3.00	0.600	0.1648	2.8	49.5	0.551	0.1694	3.3	39.8	0.508	0.1901	2.7	38.8	0.473	0.2072	2.3	38.2	0.442	0.2228	2.1	35.5
3.50	0.626	0.1812	2.6	43.7	0.571	0.1878	3.0	34.2	0.525	0.2141	2.5	33.3	0.486	0.2356	2.1	32.7	0.452	0.2552	1.9	30.2
4.00	0.649	0.1968	2.5	39.2	0.589	0.2053	2.9	30.0	0.539	0.2375	2.3	29.1	0.497	0.2637	1.9	28.6	0.461	0.2873	1.7	26.3

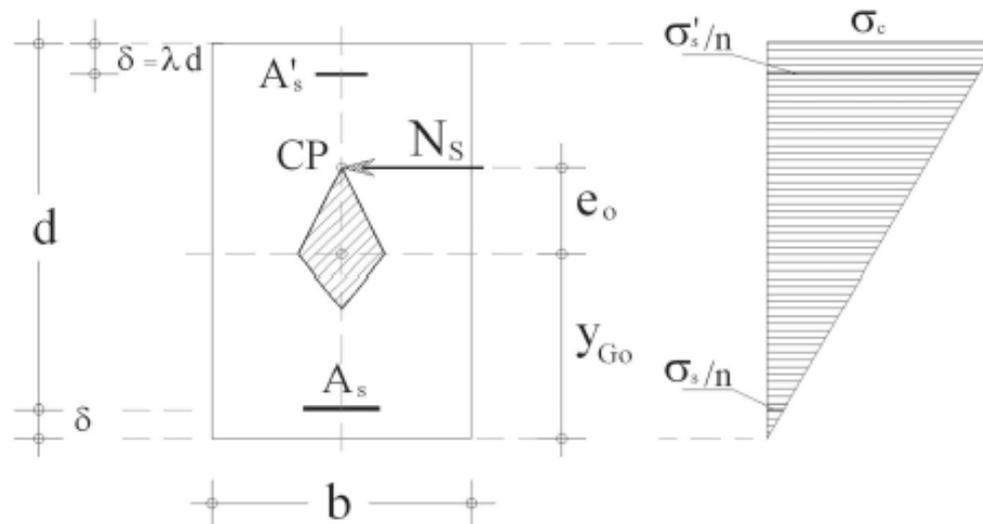
SEZIONE RETTANGOLARE PRESSOINFLESSA

Nel caso in cui la sezione sia sollecitata da uno sforzo di compressione eccentrico, grande importanza assume la posizione del centro di pressione rispetto al **nocciolo centrale d'inerzia** della sezione ideale comprensiva delle armature omogeneizzate.

Se il centro di pressione (**CP**) è interno al **nocciolo centrale d'inerzia** si parla di piccola eccentricità e la sezione di conglomerato risulta interamente compressa; se invece **CP** è esterno si parla di grande eccentricità e la sezione di conglomerato risulta parzializzata.

Nel caso di pressoflessione retta è dunque fondamentale la conoscenza della posizione e_o dell'estremo del nocciolo, della sezione ideale reagente lungo l'asse di sollecitazione.

$$e_o = \frac{\rho_i^2}{y_{Go}} \quad \text{con} \quad \rho_i^2 = \frac{J_c^{(i)}}{A_i}$$



SEZIONE RETTANGOLARE PRESSOINFLESSA

Nel caso di sezione con armatura simmetrica:

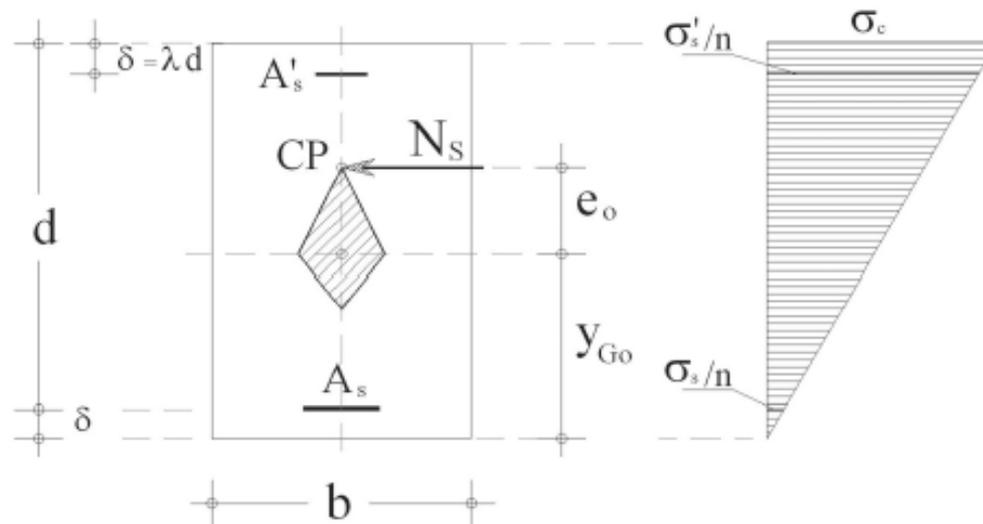
$$J_c^{(i)} = \frac{1}{12} b (d + \delta)^3 + 2nA_s \left(\frac{d + \delta}{2} - \delta \right)^2; \quad A_i = b(d + \delta) + 2nA_s; \quad y_{Go} = \frac{d + \delta}{2}$$

da cui

$$e_o = \frac{(b + \delta)^3 / 6 + nA_s (d - \delta)^2}{b(d + \delta)^2 + 2nA_s (d + \delta)}$$

e in termini adimensionali

$$\frac{e_o}{d} = \frac{(1 + \lambda)^3 / 6 + n\rho(1 - \lambda)^2}{(1 + \lambda)^2 + 2n\rho(1 + \lambda)}$$

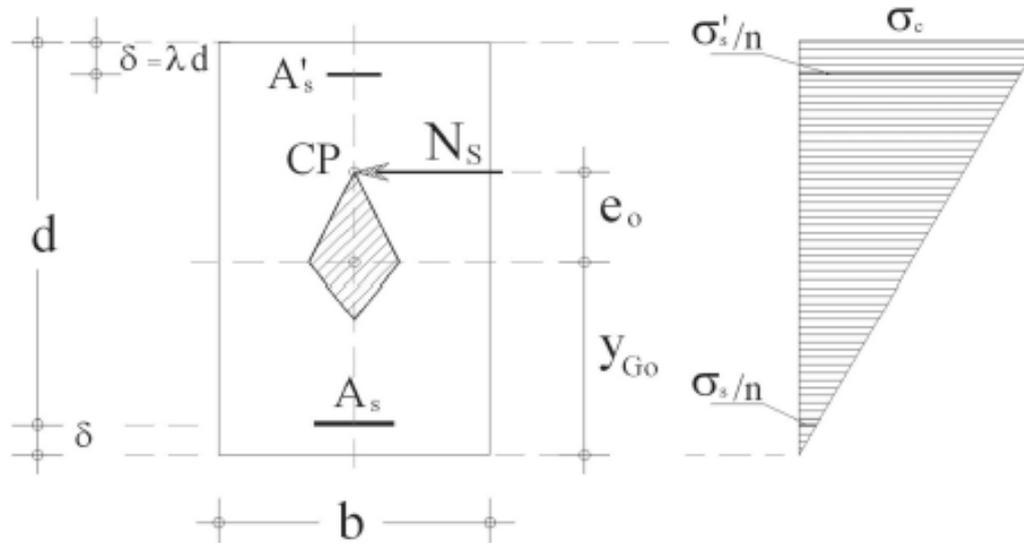


SEZIONE RETTANGOLARE PRESSOINFLESSA

Una volta definito l'estremo di nocciolo e_o nella direzione della eccentricità del carico, si riconoscono le seguenti due situazioni possibili:

Caso 1) l'eccentricità e è minore di e_o (CP interno al nocciolo): in tale ipotesi reagisce a compressione l'intera sezione omogeneizzata e la massima tensione nel conglomerato può essere ricavata sovrapponendo i contributi σ_N e σ_M relativi, rispettivamente, allo sforzo normale N_s applicato nel baricentro della sezione ideale reagente ed all'azione flettente $M = N_s e$

$$\sigma_c = \frac{N_s}{A_{ci}} + \frac{N_s \cdot e}{J_c^{(i)}} y_{c,\max}$$

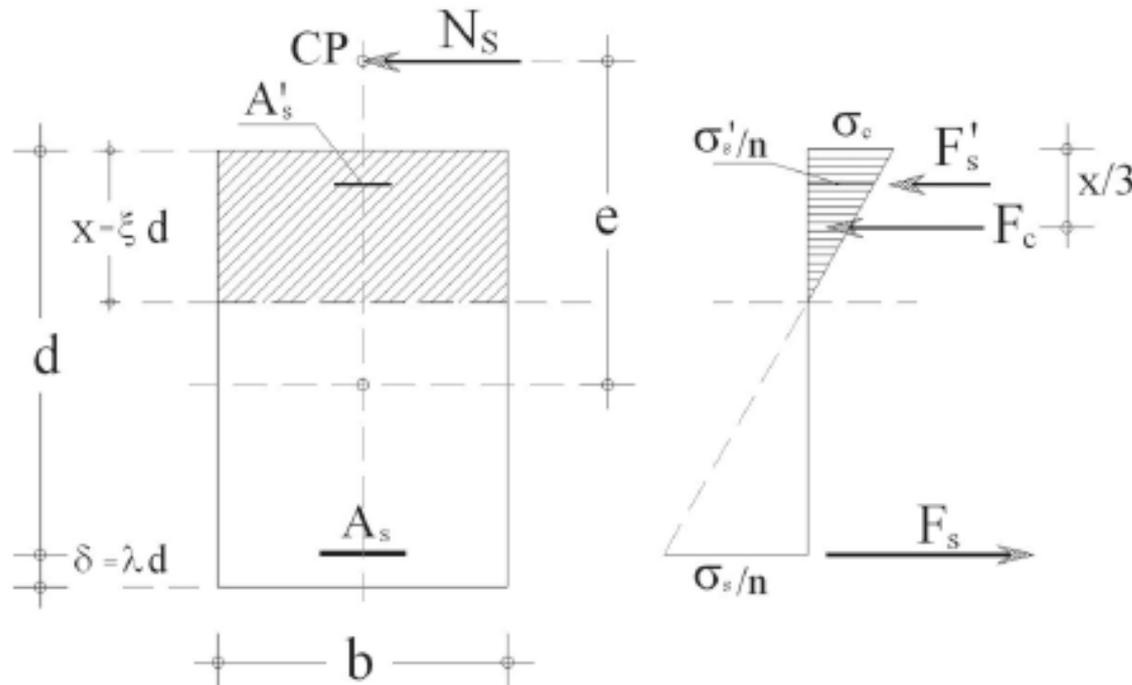


SEZIONE RETTANGOLARE PRESSOINFLESSA

Caso 2) l'eccentricità e è maggiore di e_0 (CP esterno al nocciolo): in tale ipotesi la sezione reagente di conglomerato si parzializza ed il problema può essere risolto, come per la flessione semplice, utilizzando le condizioni di congruenza e di equilibrio alla traslazione e alla rotazione.

Equilibrio alla rotazione intorno alla retta parallela all'asse neutro e passante per CP:

$$\frac{1}{2} \sigma_c b x \left(e - \frac{d}{2} - \frac{\delta}{2} + \frac{x}{3} \right) + \sigma'_s A'_s \left(e - \frac{d}{2} - \frac{\delta}{2} + \delta \right) - \sigma_s A_s \left(e - \frac{d}{2} - \frac{\delta}{2} + d \right) = 0$$



SEZIONE RETTANGOLARE PRESSOINFLESSA

Equilibrio alla rotazione intorno alla retta parallela all'asse neutro e passante per CP:

$$\frac{1}{2}\sigma_c b x \left(e - \frac{d}{2} - \frac{\delta}{2} + \frac{x}{3} \right) + \sigma'_s A'_s \left(e - \frac{d}{2} - \frac{\delta}{2} + \delta \right) - \sigma_s A_s \left(e - \frac{d}{2} - \frac{\delta}{2} + d \right) = 0$$

Inserendo le tensioni delle armature in
funzione di quella del cls

$$\sigma_s = n\sigma_c \frac{d-x}{x}$$

$$\sigma'_s = n\sigma_c \frac{x-\delta}{x}$$

diventa

$$\frac{1}{2}bx^2 \left(e - \frac{d+\delta}{2} + \frac{x}{3} \right) + nA'_s (x-\delta) \left(e - \frac{d-\delta}{2} \right) - nA_s (d-x) \left(e + \frac{d-\delta}{2} \right) = 0$$

adimensionalizzando

$$\frac{1}{2}\xi^2 \left(\frac{e}{d} - \frac{1+\lambda}{2} + \frac{\xi}{3} \right) + n\rho(\xi-\lambda) \left(\frac{e}{d} - \frac{1-\lambda}{2} \right) - n\rho(1-\xi) \left(\frac{e}{d} + \frac{1-\lambda}{2} \right) = 0$$

SEZIONE RETTANGOLARE PRESSOINFLESSA

$$\frac{1}{2}\xi^2\left(\frac{e}{d}-\frac{1+\lambda}{2}+\frac{\xi}{3}\right)+n\rho(\xi-\lambda)\left(\frac{e}{d}-\frac{1-\lambda}{2}\right)-n\rho(1-\xi)\left(\frac{e}{d}+\frac{1-\lambda}{2}\right)=0$$

La sola radice fisicamente ammissibile, definisce la posizione dell'asse neutro della pressoflessione.

Anche in questo caso la posizione dell'asse neutro è indipendente dall'entità della sollecitazione ma dipende, una volta definita geometria, armatura e coefficiente n , esclusivamente dalla posizione del centro di pressione.

L'equilibrio alla rotazione intorno al baricentro delle armature tese consente di ottenere il valore della tensione nel calcestruzzo:

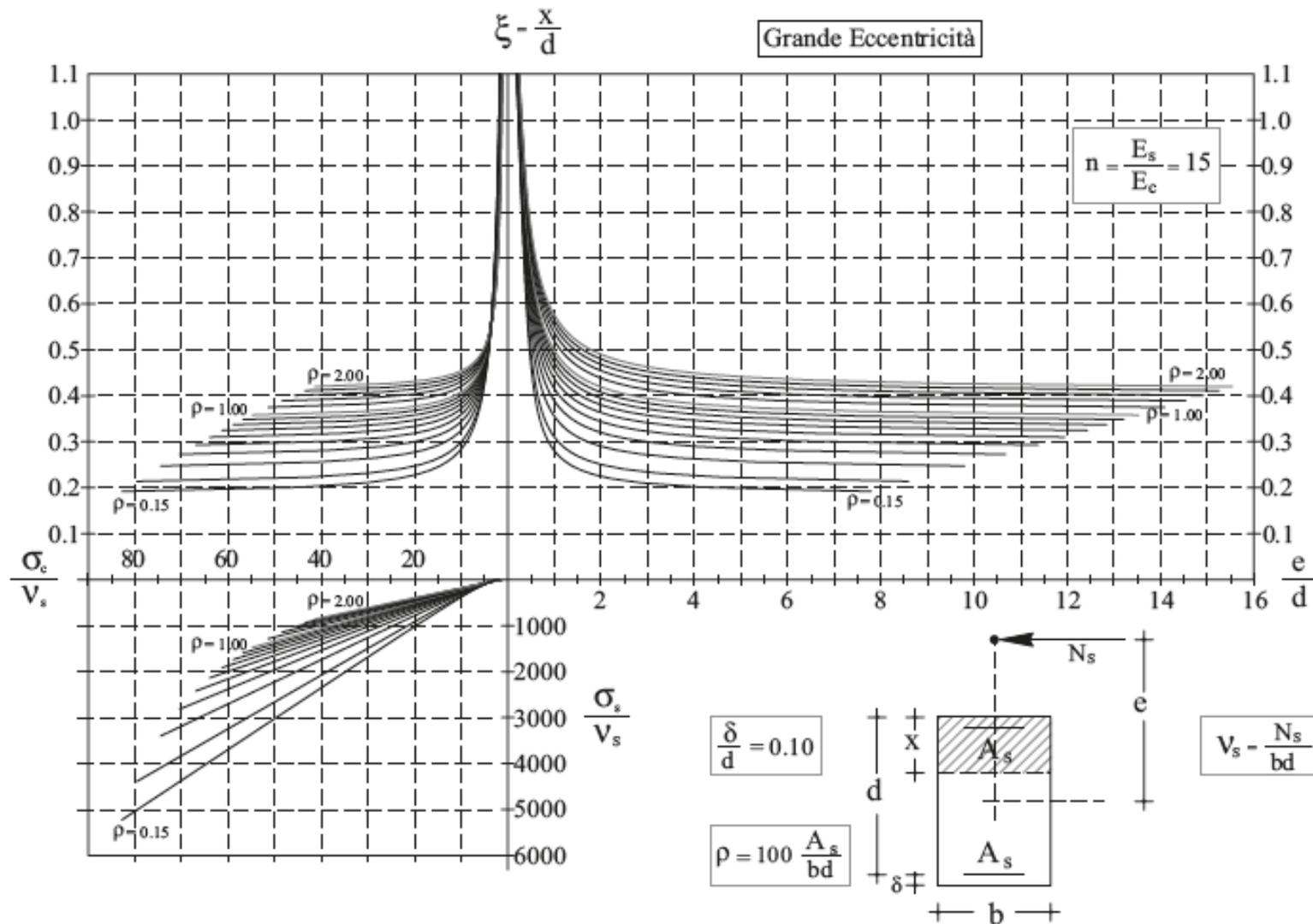
$$\sigma_c = \frac{N_s \left(\frac{d}{2} + e - \frac{\delta}{2} \right)}{\frac{1}{2}bx \left(d - \frac{x}{3} \right) + nA'_s (d - \delta) \frac{x - \delta}{x}}$$

$$\sigma_s = n\sigma_c \frac{d-x}{x}$$

$$\sigma'_s = n\sigma_c \frac{x-\delta}{x}$$

Abaco per il calcolo delle tensioni in una sezione rettangolare soggetta a pressoflessione retta con armatura simmetrica, nel caso di grande eccentricità.

$$v_s = \frac{N_s}{bd}$$



STATO LIMITE DI FESSURAZIONE

Escludendo alcuni casi specifici in cui è necessario evitare la formazione di fessure (per esempio esigenze di completa tenuta idraulica), in generale per le strutture in e.a. la fessurazione è da considerare quale evento fisiologico poiché, a meno di utilizzare i materiali a tassi di lavoro antieconomici, è praticamente impossibile eliminare completamente lo sviluppo delle fessure, anche se esigenze funzionali, estetiche e di durabilità, impongono di evitare una eccessiva fessurazione.

Le NTC definiscono, in ordine di severità crescente, gli S.L. di fessurazione di seguito elencati.

- a) **S.L. di decompressione**: le sezioni risultano tutte compresse per le combinazioni di carico considerate;
- b) **S.L. di formazione delle fessure**: la tensione massima di trazione nel conglomerato raggiunge la relativa resistenza a trazione;
- e) **S.L. di apertura delle fessure**: superata la resistenza a trazione del cls è ammessa un'apertura controllata delle fessure.

STATO LIMITE DI FESSURAZIONE

Per gli **S.L. di decompressione** (sezioni devono restare tutte compresse) e **S.L. di formazione delle fessure** (tensione massima di trazione nel conglomerato pari alla resistenza a trazione dello stesso cls), le verifiche sono condotte ricorrendo all'usuale analisi elastica lineare con conglomerato reagente sia a compressione che a trazione.

Per lo **S.L. di formazione delle fessure**, occorre controllare che per la combinazione di carico prescelta, nella fibra più sollecitata non venga superata la tensione massima di trazione nel conglomerato:

$$f_{ct} = \frac{f_{ctm}}{1,2} \quad f_{ctm} = \text{resistenza media a trazione del cls}$$

$$f_{ctm} = 0.3f_{ck}^{2/3} \quad \text{per classi } C \leq 50/60$$

$$f_{ctm} = 2.12 \cdot \ln \left[1 + \frac{f_{ck} + 8}{10} \right] \quad \text{per classi } C > 50/60$$

STATO LIMITE DI FESSURAZIONE

Per lo **S.L. di apertura delle fessure** la verifica presuppone il calcolo dell'ampiezza w_d delle fessure da confrontare con valori nominali w_{lim} limite definiti dalle NTC in funzione delle condizioni ambientali, delle combinazioni di carico considerate e della sensibilità delle armature.

Il calcolo di questa grandezza può teoricamente essere impostato conoscendo il legame costitutivo in trazione del calcestruzzo, nonché i legami che governano il meccanismo con cui, dopo essersi verificata la fessurazione, il conglomerato teso scambia gli sforzi con l'armatura, in virtù dell'aderenza tra i due materiali a contatto.

Nella pratica, le incertezze legate all'effettiva conoscenza di tali leggi rendono più affidabile l'utilizzo di procedure approssimate e l'impiego di formule semi-empiriche basate sull'analisi statistica di risultati sperimentali.

Se si analizza una trave inflessa assoggettata a carichi crescenti è facile rilevare che, sotto carichi ridotti, le fessure si dispongono ad una certa distanza; al crescere del carico si formano nuove fessure a distanza sempre inferiore fino ad un certo valore del carico in corrispondenza del quale le distanze si stabilizzano e ulteriori incrementi di carico non producono nuove fessure ma solo progressivi incrementi della loro ampiezza.

L'ampiezza media w_{sm} delle fessure può essere espressa come prodotto fra la differenza delle deformazioni medie dell'acciaio (ϵ_{sm}) e del conglomerato (ϵ_{cm}) e la distanza media fra le fessure ($.6.sm$):

STATO LIMITE DI APERTURA DELLE FESSURE

L'ampiezza media w_{sm} delle fessure può essere espressa come prodotto fra la differenza delle deformazioni medie dell'acciaio (ε_{sm}) e del conglomerato (ε_{cm}) e la distanza media fra le fessure (Δ_{sm}):

$$w_{sm} = (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) \cdot \Delta_{sm}$$

Ritenendo trascurabile la deformazione media ε_{cm} del conglomerato fra due fessure consecutive rispetto a quella corrispondente dell'armatura, è plausibile adottare per l'ampiezza media delle fessure la formulazione semplificata:

$$w_{sm} = \varepsilon_{sm} \cdot \Delta_{sm}$$

Le NTC, poi, correlano il valor medio dell'ampiezza delle fessure al valore caratteristico attraverso un coefficiente forfaitario pari ad 1,7.

La verifica pertanto si effettua confrontando tale valore con quelli limite nominativi w_{lim} definiti in funzione dei gruppi di esigenze.

$$w_k = 1.7 \cdot w_{sm} = 1.7 \cdot (\varepsilon_{sm} \cdot \Delta_{sm}) \leq w_{lim}$$

oppure
$$w_k = \varepsilon_{sm} \cdot \Delta_{smax} \leq w_{lim}$$

Le espressioni della deformazione media unitaria delle barre ε_{sm} e della distanza massima fra le fessure Δ_{smax} sono direttamente indicate nella normativa (circolare).

STATO LIMITE DI APERTURA DELLE FESSURE

La verifica allo **S.L. di apertura controllata delle fessure** è dunque strettamente connessa al calcolo tecnico della deformazione media ϵ_{sm} dell'acciaio e alla distanza media Δ_{sm} (Δ_{smmax}) fra le fessure in condizioni di fessurazione stabilizzata.

Per la normativa, il valore limite di apertura della fessura calcolato al livello considerato è pari ad uno dei seguenti valori nominali:

$$w_1 = 0,2 \text{ mm}$$

$$w_2 = 0,3 \text{ mm}$$

$$w_3 = 0,4 \text{ mm}$$

Lo stato limite di fessurazione deve essere fissato in funzione delle condizioni ambientali e della sensibilità delle armature alla corrosione:

Gruppi di esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	w_d	Stato limite	w_d
a	Ordinarie	frequente	ap. fessure	$\leq w_2$	ap. fessure	$\leq w_3$
		quasi permanente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
b	Aggressive	frequente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$
c	Molto aggressive	frequente	formazione fessure	-	ap. fessure	$\leq w_1$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$

STATO LIMITE DI APERTURA DELLE FESSURE – VERIFICA SENZA CALCOLO DIRETTO

È possibile evitare il calcolo tecnico della deformazione media ϵ_{sm} dell'acciaio e alla distanza media Δ_{sm} (Δ_{smax}) fra le fessure in condizioni di fessurazione stabilizzata se si rispettano le prescrizioni della normativa sull'armatura disposta in zona tesa, sul diametro e sul passo delle barre utilizzate:

- rispetto, in zona tesa, dei **minimi normativi di armatura** atti a garantire l'assenza di rottura «fragilissima» all'atto della fessurazione; deve essere garantita, cioè, in zona tesa la presenza di un'armatura sufficiente ad assorbire, senza snervarsi, anche la forza di trazione di cui il calcestruzzo si fa carico prima della fessurazione.
- diametro massimo e passo massimo tra le armature** in corrispondenza del valore della massima trazione nell'armatura (calcolata nelle ipotesi di sezione parzializzata), che rispettino i valori indicati nella Tabella.

TENSIONE ACCIAIO	DIAMETRO MASSIMO delle BARRE [mm]			SPAZIATURA MASSIMA delle BARRE [mm]		
	$w_k=0.4$ mm	$w_k=0.3$ mm	$w_k=0.2$ mm	$w_k=0.4$ mm	$w_k=0.3$ mm	$w_k=0.2$ mm
σ_s [Mpa]						
160	40	32	25	300	300	200
200	32	25	16	300	250	150
240	20	16	12	250	200	100
280	16	12	8	200	150	50
320	12	10	6	150	100	---
360	10	8	---	100	50	---

STATO LIMITE DI DEFORMAZIONE

La valutazione corretta dello **stato di deformazione** di una struttura sottoposta ad una combinazione di carichi di esercizio è di fondamentale importanza per controllare sia la sua **funzionalità** che il suo **aspetto estetico**.

La definizione dello stato limite di deformazione è basata, quindi, sulla necessità di garantire alla struttura accanto a proprietà strettamente resistive, anche la capacità di assolvere funzioni importanti, come, ad esempio, lo smaltimento delle acque piovane sulle coperture piane o di evitare danni ad elementi portati particolarmente fragili, come finiture, divisori e pavimenti.

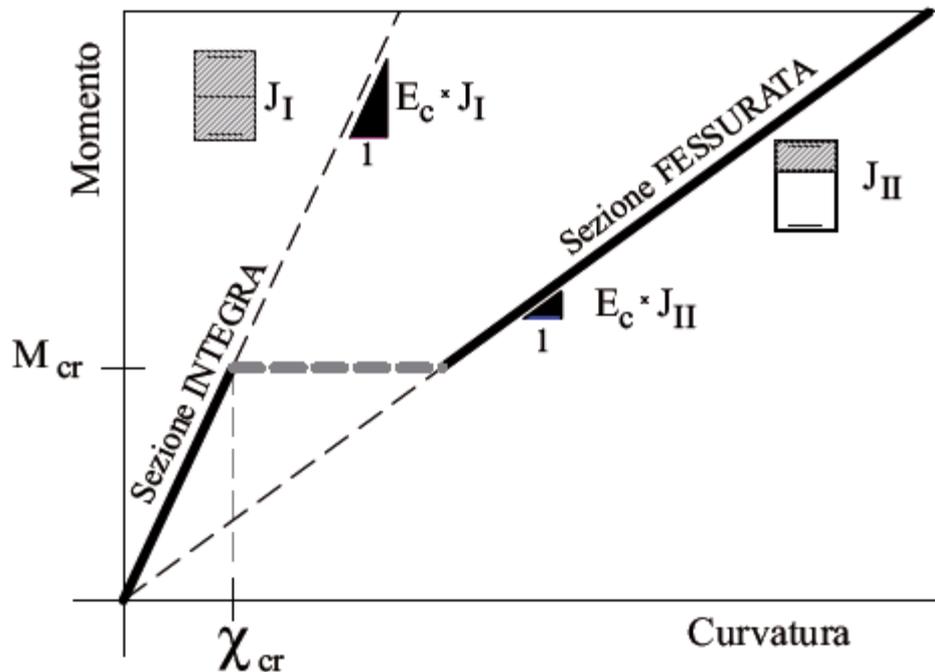
Non sempre è agevole fissare valori ammissibili delle frecce; le normative spesso si limitano a dare solo indicazioni orientative sulle limitazioni richieste alle deformazioni prodotte da particolari combinazioni di carico.

Le NTC richiedono che le frecce a lungo termine di travi e solai, calcolate sotto la **condizione quasi permanente** dei carichi, non superi il limite di **1/250 della luce**; richiedono altresì che per quanto riguarda l'integrità delle pareti divisorie e di tamponamento in muratura, le suddette frecce, calcolate sotto la condizione di carico quasi permanente depurate dalla parte presente prima dell'esecuzione delle pareti, non superino il limite di 1/500 della luce, con l'accortezza di effettuare valutazioni più specifiche per tamponature di natura diversa.

STATO LIMITE DI DEFORMAZIONE

Il calcolo delle deformazioni delle strutture inflesse in c.a. si effettua mediante integrazione delle curvature, non si presenta agevole a causa del fenomeno della fessurazione.

Infatti, se da un lato le ipotesi di comportamento elastico-lineare dei materiali e di conservazione delle sezioni piane consentono di utilizzare, nel caso di inerzie costanti, relazioni lineari fra momento flettente (M) e curvature (χ), dall'altro la fessurazione modifica radicalmente la rigidezza flessionale della sezione trasversale dell'elemento, facendo perdere la linearità $M/\chi = \text{costante}$.

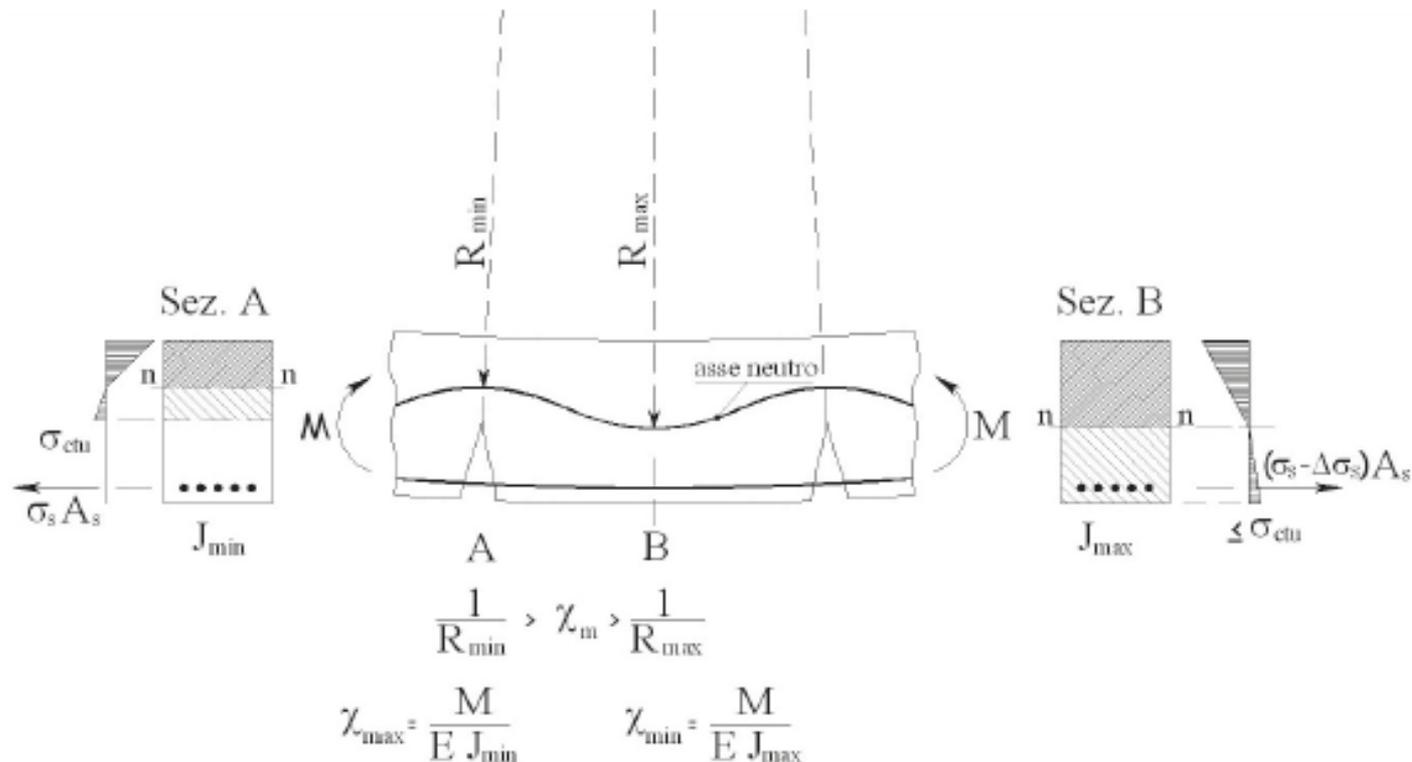


$$\chi = \frac{M}{E_c J_I} \quad \text{stadio I: sezione omogeneizzata tutta reagente}$$

$$\chi = \frac{M}{E_c J_{II}} \quad \text{stadio II: sezione omogeneizzata parzializzata (cls non reagente a trazione)}$$

STATO LIMITE DI DEFORMAZIONE

La situazione reale, relativa al tronco fessurato nella ipotesi di momento costante, è che la curvatura varia lungo l'elemento a causa della fluttuazione della profondità dell'asse neutro fra un valore minimo assai prossimo a quello convenzionale dello stadio II ed un valore massimo in corrispondenza della sezione intermedia fra due fessure flessionali consecutive.



STATO LIMITE DI DEFORMAZIONE

La variabilità di rigidezza flessionale nel tronco di trave fessurato, impone l'introduzione di opportuni valori medi della curvatura che consentano di continuare ad operare conservando le ipotesi di base di conglomerato non reagente a trazione e di conservazione delle sezioni piane.

Vi sono tantissime incertezze insite nel calcolo del valore della deformazione, anche se effettuato rigorosamente con l'integrazione delle curvature lungo l'asse della trave, ed in particolare:

- **Il valore del modulo elastico** (che si ricava da una formula empirica in funzione della resistenza del cls, anch'essa molto incerta);
- **Il valore del momento di prima fessurazione** (quello cioè che innesca la prima fessura al lembo teso del conglomerato);
- **L'effettivo valore del momento d'inerzia;**
- **Le necessarie approssimazioni di calcolo** con l'introduzione di valori medi di curvatura.

STATO LIMITE DI DEFORMAZIONE

Nei casi ordinari il calcolo esplicito delle inflessioni può essere dunque omissivo per gli elementi semplicemente inflessi se sono rispettate opportune limitazioni al rapporto fra la luce L dell'elemento e l'altezza h della sezione trasversale dello stesso.

Per travi e solai con luci non superiori a 10 m è possibile omettere la verifica delle inflessioni (NTC), ritenendola implicitamente soddisfatta, se il rapporto di snellezza $\lambda=L/h$ rispetta la limitazione:

$$\lambda \leq K \left[11 + \frac{0,0015 \cdot f_{ck}}{\rho + \rho'} \right] \cdot \left[\frac{500 A_{s,eff.}}{f_{yk} A_{s,calc.}} \right]$$

Dove:

- f_{ck} è la resistenza caratteristica a compressione del cls in Mpa;
- ρ e ρ' sono i rapporti d'armatura tesa e compressa
- $A_{s,eff}$ ed $A_{s,calc}$ sono, rispettivamente, l'armatura tesa effettivamente presente nella sezione più sollecitata e l'armatura di calcolo nella stessa sezione,
- f_{yk} è la tensione di snervamento caratteristica dell'armatura (in MPa);
- K è un coefficiente correttivo, che dipende dallo schema strutturale.

STATO LIMITE DI DEFORMAZIONE

$$\lambda \leq K \left[11 + \frac{0,0015 \cdot f_{ck}}{\rho + \rho'} \right] \cdot \left[\frac{500 A_{s,eff.}}{f_{yk} A_{s,calc.}} \right]$$

I valori da attribuire a **K** sono riportati in Tabella C4.1.I delle NTC, insieme con i valori limite di λ calcolati assumendo:

$$f_{ck} = 30 \text{ MPa e } \left[\frac{500 A_{s,eff.}}{f_{yk} A_{s,calc.}} \right] = 1 \quad \text{nel caso di calcestruzzo molto sollecitato} \\ (\rho=1,5\%) \text{ o poco sollecitato } (\rho=0,5\%)$$

- Per sezioni a T aventi larghezza dell'ala maggiore di tre volte lo spessore dell'anima, i valori dati dalla formula devono essere ridotti del 20%.
- Per travi e piastre nervate caricate da tramezzi che possano subire danni a causa di inflessioni eccessive, i valori devono essere moltiplicati per il rapporto **7/L** essendo **L** la luce di calcolo in m.
- Per piastre non nervate la cui luce maggiore **L > 8,5 m**, caricate da tramezzi che possano subire danni a causa di inflessioni eccessive, i valori devono essere moltiplicati per il rapporto **8,5/L**, con **L** in m.
- Nel caso di elementi in c.a.p. si può applicare la tabella C4.1.I moltiplicando il valore di **K** per 1,2.

STATO LIMITE DI DEFORMAZIONE

Tabella C4.1.I Valori di K e snellezze limite per elementi inflessi in c.a. in assenza di compressione assiale

Sistema strutturale	K	Calcestruzzo molto sollecitato $\rho=1,5\%$	Calcestruzzo poco sollecitato $\rho=0,5\%$
Travi semplicemente appoggiate, piastre incernierate mono o bidirezionali	1,0	14	20
Campate terminali di travi continue o piastre continue monodirezionali o bidirezionali continue sul lato maggiore	1,3	18	26
Campate intermedie di travi continue o piastre continue mono o bidirezionali	1,5	20	30
Piastre non nervate sostenute da pilastri (snellezza relativa alla luce maggiore)	1,2	17	24

Mensole	0,4	6	8
---------	-----	---	---

Note: Le snellezze limite sono state valutate ponendo, nella formula C4.1.13, $f_{ck}=30$ MPa e
$$\left[\frac{500A_{s,eff.}}{f_{yk}A_{s,calc.}} \right] = 1 .$$

Per piastre bidirezionali si fa riferimento alla luce minore; per piastre non nervate si considera la luce maggiore.

I limiti per piastre non nervate sostenute da pilastri corrispondono ad una freccia in mezzeria maggiore di 1/250 della luce: l'esperienza ha dimostrato che, comunque, tali limiti sono soddisfacenti.